Comparaison de deux modèles pour l'analyse de la convergence des tunnels

Mohamed KHEMISSA
Docteur ENPC
Professeur habilité à l'université Mohamed Boudiaf de M'sila (Algérie)

RÉSUMÉ

L'influence des non-linéarités de comportement des sols fins sur le calcul des ouvrages souterrains est analysé à travers deux exemples. Un modèle élastique de type hyperbolique et le modèle Cam-Clay modifié auquel est associée une loi élastique non linéaire ont été utilisés. Les principaux résultats de leur application au calcul d'un tunnel creusé dans un massif de sol marneux homogène mettent en évidence l'influence de la non-linéarité de la déformation sur la courbe de convergence du terrain.

DOMAINE : *Géotechnique et risques naturels.*

ABSTRACT

COMPARISON OF TWO MODELS USED IN ANALYZING TUNNEL CONVERGENCE

The influence of non-linearities in the behavior of fine soils on the computation of underground structures is analyzed herein by means of two examples. A hyperbolic type of elastic model along with the modified Cam-Clay model in association with a non-linear elastic law have been chosen. The primary results stemming from their application to the computation of a tunnel excavated in a homogeneous marly soil serves to underscore the influence of deformation non-linearity on the ground convergence curve.

FIELD: *Geotechnical engineering and natural hazards.*

INTRODUCTION

Le calcul des ouvrages a longtemps été abordé du point de vue de la stabilité. Toutefois, la prise en compte des déformations avant la rupture s'avère de plus en plus nécessaire dans l'étude des projets d'ouvrages souterrains. Le développement des outils numériques de calcul sur ordinateurs et les progrès réalisés dans le domaine de l'informatique ont permis de mettre au point des modèles rhéologiques et des algorithmes de résolution, conduisant à des modélisations qui prennent mieux en compte le comportement observé des terrains. Le modèle élastique de type hyperbolique [Duncan et *al.*, 1980] et le modèle Cam-Clay modifié [Roscoe et Burland, 1968] en sont deux exemples types. Ces deux modèles ont été développés pour décrire le comportement des sols fins pour lesquels l'état de contraintes dépend de l'état actuel des déformations et du chemin de contraintes suivi, mais le temps n'intervient pas de façon explicite. Leurs paramètres sont complètement identifiables sur des essais usuels de laboratoire et faciles à mettre en œuvre dans les codes de calcul des ouvrages. Une synthèse bibliographique détaillée de ces deux modèles et leur application au calcul des tunnels ont été exposées par Lee [1994].

Cette note technique a pour objet de comparer les résultats fournis par les deux modèles cités et par le modèle élastique linéaire isotrope, pour des calculs de convergence des tunnels. On rappelle d'abord le formalisme mathématique du modèle hyperbolique et du modèle Cam-Clay modifié considérés. On expose ensuite l'approche suivie dans la détermination de leurs paramètres mécaniques, à partir de données expérimentales acquises sur une marne naturelle au moyen d'essais triaxiaux classiques, puis on discute les résultats de leur validation numérique à l'aide du logiciel LOIS-LCPC [1995]. On présente enfin les résultats d'une série de calculs effectués à l'aide du code de calcul par éléments finis CESAR-LCPC [1992], pour le dimensionnement d'une galerie souterraine creusée en profondeur dans un massif de sol marneux homogène.

FORMALISME MATHÉMATIQUE DES MODÈLES UTILISÉS

Les fondements théoriques du modèle hyperbolique et du modèle Cam-Clay modifié sont décrits en détail dans les publications citées en référence. On ne rappelle pour cette raison que les paramètres qui feront l'objet d'une attention particulière dans la suite de cette note technique.

BULLETIN DES LABORATOIRES DES PONTS ET CHAUSSÉES - 250-251
MAI-JUIN-JUILLET-AOÛT 2004 - RÉF. 4486 - PP. 135-146

Modèle hyperbolique [Duncan et *al.*, 1980]

Ce modèle repose sur une relation contrainte-déformation de type hyperbolique et sur un critère de rupture de type Mohr-Coulomb. Il est défini par un module d'Young tangent E_t pour la phase de chargement (Fig. 1a), un module d'Young E_{ur} pour la phase de déchargement-rechargement (Fig. 1b) et un module de compressibilité volumique tangent K_t. Ces paramètres sont donnés par les expressions suivantes :

$$E_t = \left[1 - \frac{R_f (1 - \sin\varphi')(\sigma_1 - \sigma_3)}{2(c' \cos\varphi' + \sigma'_3 \sin\varphi')} \right]^2 E_i \qquad (1)$$

avec $E_i = K_h p_a \left(\sigma'_3 / p_a \right)^n$ module d'Young tangent initial,

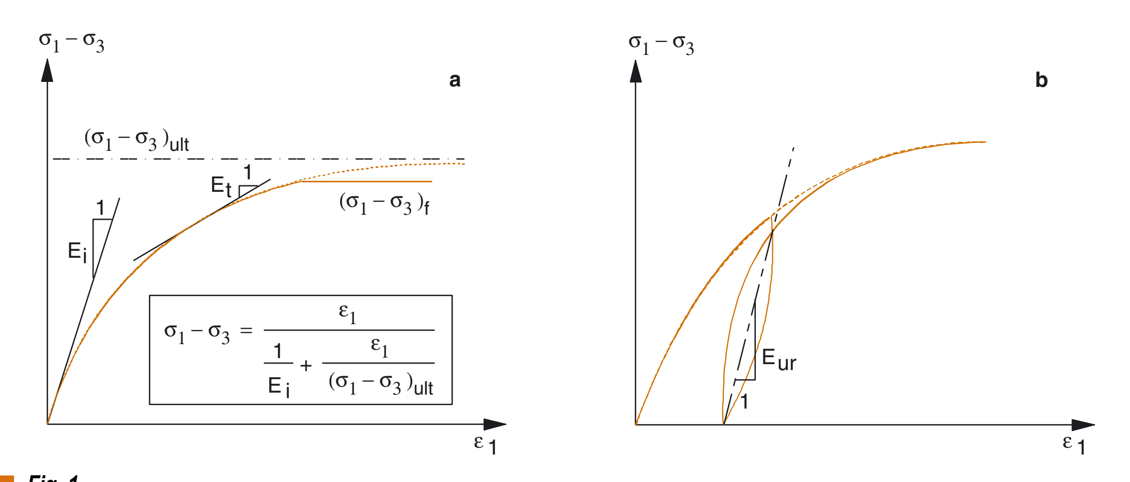
$$R_f = \frac{(\sigma_1 - \sigma_3)_f}{(\sigma_1 - \sigma_3)_{ult}} \qquad (2)$$

$$E_{ur} = K_{ur} p_a \left(\sigma'_3 / p_a \right)^n \qquad (3)$$

$$K_t = K_b p_a \left(\sigma'_3 / p_a \right)^m \qquad (4)$$

dans lesquelles $(\sigma_1\text{-}\sigma_3)_f$ désigne le déviateur des contraintes à la rupture (calculé par le critère de Mohr-Coulomb), $(\sigma_1\text{-}\sigma_3)_{ult}$ le déviateur des contraintes ultime (correspondant au point maximal de la courbe de cisaillement), c′ la cohésion effective, φ′ l'angle de frottement interne, p_a une pression de référence (prise égale à la pression atmosphérique), K_h, K_b, K_{ur}, n et m des paramètres expérimentaux.

Le modèle hyperbolique comporte neuf paramètres : K_h, K_b, K_{ur}, n, m, R_f, c′, φ′ et p_a.



■ ***Fig. 1***

Représentation de la courbe de cisaillement pour les phases de chargement (a) et de déchargement-rechargement (b) du modèle hyperbolique.

Modèle Cam-Clay modifié [Roscoe et Burland, 1968]

Ce modèle, fondé sur les concepts d'état limite et d'état critique, postule l'existence d'une courbe d'état limite de forme elliptique permettant de décrire le comportement élastoplastique avec écrouissage isotrope des sols argileux, normalement consolidés et isotropes, sous sollicitations homogènes. Des travaux postérieurs ont montré que ces concepts sont applicables aux argiles naturelles surconsolidées et anisotropes [Tavenas et Leroueil, 1979]. La figure 2a présente les courbes types de chargement (courbe vierge isotrope) et de déchargement (courbe réversible) obtenues dans un essai triaxial de consolidation isotrope. La figure 2b présente les courbes d'état limite (CEL) et d'état critique (CEC) constituées par les points d'état limite et d'état critique obtenus chacun dans un essai de compression triaxiale.

Le critère de plasticité est donné par l'expression suivante de la fonction de charge f :

$$f = M^2 \left(p'^2 - p' p'_c \right) + q^2 = 0 \qquad (5)$$

où p'_c désigne la pression de préconsolidation et $M = q/p'$ le rapport du déviateur des contraintes q et de la contrainte moyenne effective p′ à l'état critique.

La loi d'écrouissage est donnée par l'expression suivante :

$$p'_c = p'_{co} \exp\left\{ \frac{1+e_i}{\lambda - \kappa} \varepsilon_v^p \right\} \qquad (6)$$

où p'_{co} désigne la pression de préconsolidation initiale, e_i l'indice des vides initial (pour les calculs d'ouvrages, cet indice des vides est remplacé par l'indice des vides en place e_o), λ la pente de la courbe de chargement pour un état normalement consolidé et κ la pente de la courbe de déchargement-rechargement pour un état surconsolidé.

Sous la forme classiquement introduite dans les logiciels d'éléments finis, le modèle Cam-Clay modifié fait l'hypothèse d'un comportement élastique linéaire isotrope (obéissant à la loi de Hooke) caractérisé par un module d'Young E et un coefficient de Poisson ν constants (c'est-à-dire module de compressibilité volumique K et module de cisaillement G constants). La loi élastique associée ici à ce modèle fait intervenir des modules de compressibilité volumique et de cisaillement non linéaires, donnés par les expressions suivantes :

$$K = \frac{1+e_i}{\kappa} p' \qquad (7)$$

et

$$G = \frac{3\,(1-2\nu)}{2\,(1+\nu)} K \qquad (8)$$

où ν désigne le coefficient de Poisson supposé constant.

Le modèle Cam-Clay modifié comporte six paramètres : ν, M, λ, κ, e_i et p'_{co}.

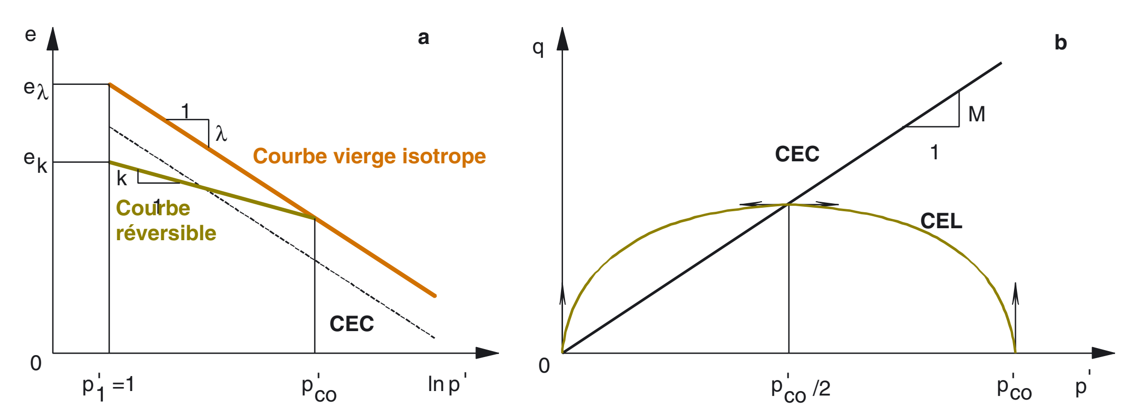


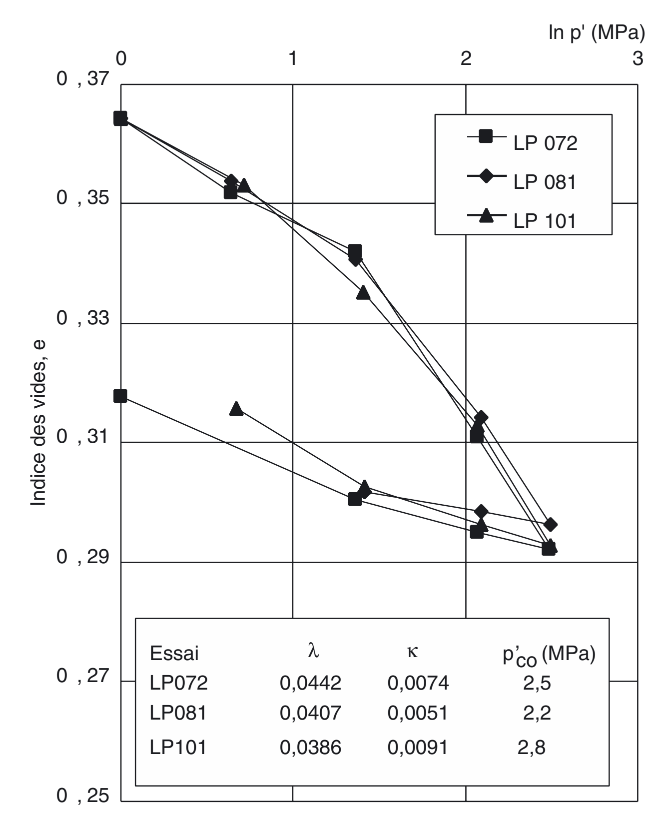
Fig. 2

Courbe vierge isotrope et courbe réversible (a) et courbes d'état limite (CEL) et d'état critique (CEC) du modèle Cam-Clay modifié (b).

Détermination des valeurs des paramètres

Données expérimentales

Les données expérimentales utilisées sont extraites d'une étude géotechnique effectuée sur le site de Las-Planas au nord de Nice (France), lors de la construction de l'autoroute A08 [Gaudin et Serratrice, 1986]. Outre les essais d'identification, le programme expérimental a comporté des essais triaxiaux de consolidation isotrope et des essais triaxiaux de cisaillement drainé. Les éprouvettes soumises aux essais ont été découpées dans des blocs prélevés au front de taille du tunnel, à environ 100 m de profondeur, dans une couche épaisse de marne beige. Cette marne est assez consistante, homogène et non fissurée. Le tableau I donne les plages de variation de ses caractéristiques d'identification et les valeurs moyennes correspondantes. Les figures 3a et 3b présentent les résultats des essais triaxiaux respectivement de consolidation isotrope et de cisaillement drainé.



Essai	λ	κ	p'co (MPa)
LP072	0,0442	0,0074	2,5
LP081	0,0407	0,0051	2,2
LP101	0,0386	0,0091	2,8

Fig. 3a

Résultats des essais triaxiaux de consolidation isotrope [Gaudin et Serratrice, 1986].

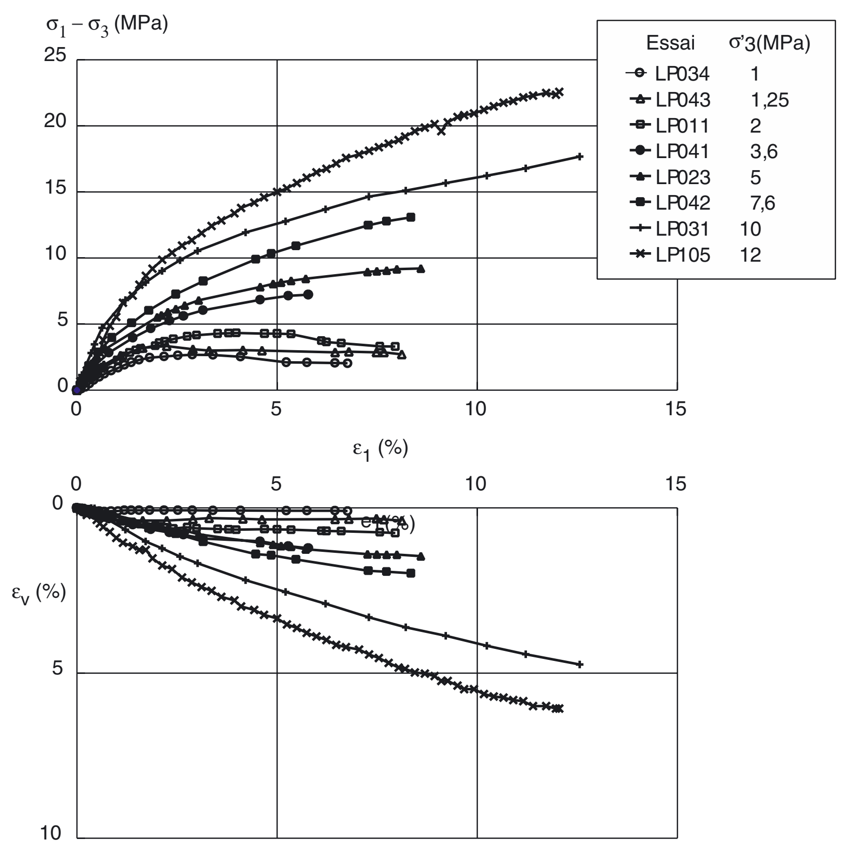


Fig. 3b

Résultats des essais triaxiaux de cisaillement drainé [Gaudin et Serratrice, 1986].

TABLEAU I
Plages de variation et valeurs moyennes des caractéristiques d'identification

Paramètres	Symboles (unité)	Plages de variation	Moyennes
Poids volumique humide	γ (kN/m^3)	19,5 - 22	21,2
Poids volumique sec	γ_d (kN/m^3)	18,2 - 20	19,1
Teneur en eau	w (%)	5,5 - 15,2	10,8
Degré de saturation	S_r (%)	41 - 99	76
Indice des vides initial	e_i	0,32 - 0,45	0,38
Limite de liquidité	w_L	–	34
Indice de plasticité	I_p	–	14
Teneur en fines (< 80 µm)	C_{80}	–	40

Paramètres d'élasticité linéaire isotrope

Il s'agit du module d'Young E et du coefficient de Poisson ν. Ces deux paramètres ont été estimés à E = 390 MPa et ν = 0,3.

Paramètres du modèle hyperbolique

Paramètres K_h, K_{ur} et n

Ces paramètres ont été déterminés en deux étapes. On a d'abord cherché les valeurs du module d'Young initial E_i pour chaque essai triaxial de cisaillement considéré. On a reporté ensuite ces valeurs sur le diagramme de la figure 4, et déterminé l'ordonnée à l'origine K_h et la pente n de la droite moyenne correspondante. On en a déduit K_h = 886 et n = 0,47. La valeur de K_{ur} est voisine de celle de K_h, soit donc K_{ur} = 886.

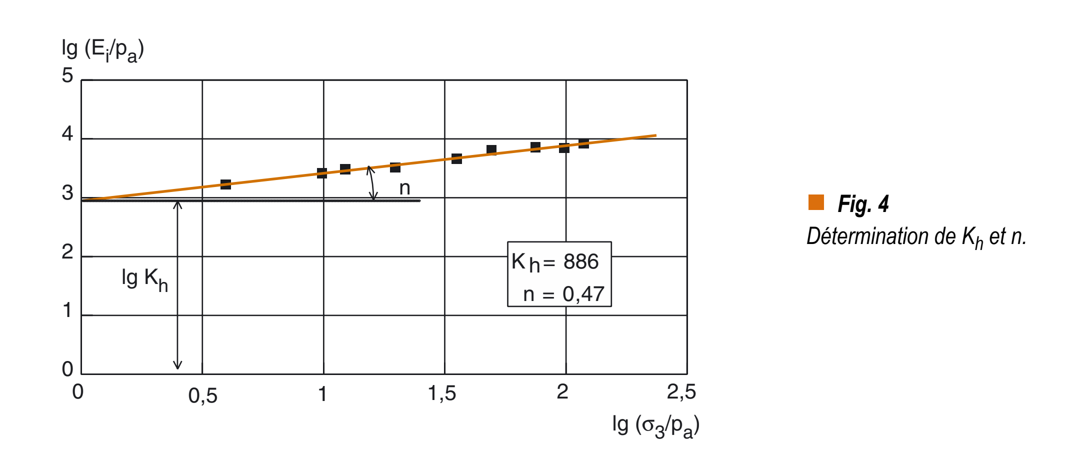
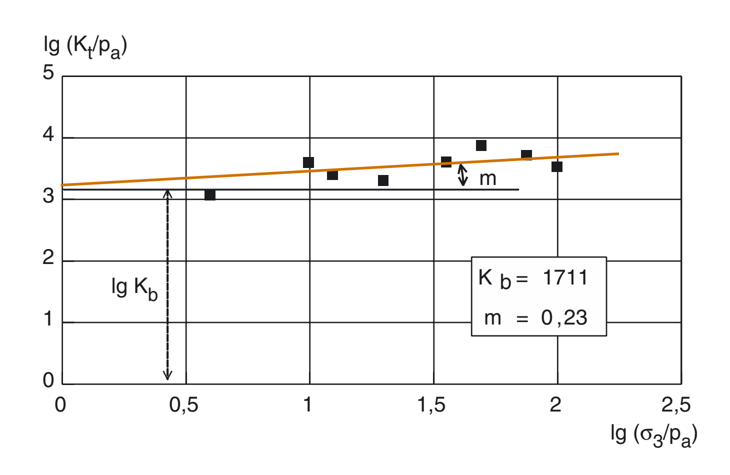


Fig. 4
Détermination de K_h et n.

Paramètres K_b et m

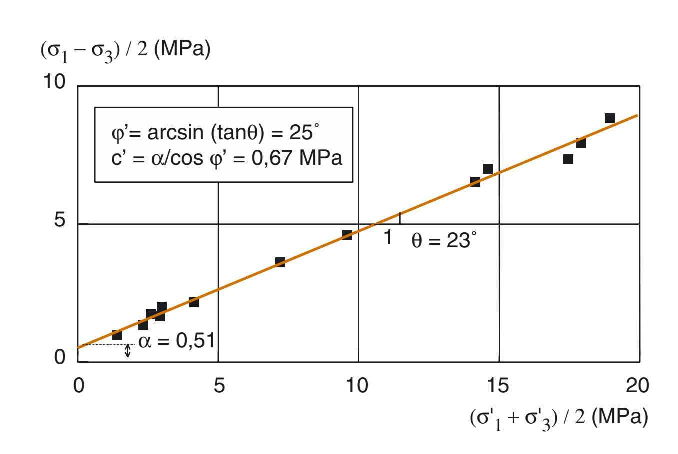
Ces deux paramètres ont été déterminés suivant une démarche similaire à celle indiquée dans le paragraphe précédent (Fig. 5). On a obtenu K_b = 1711 et m = 0,23.

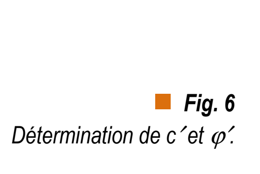



■ ***Fig. 5***
Détermination de K_b et m.

Paramètres c' et φ'

Le critère de Mohr-Coulomb représenté sur le diagramme de la figure 6 est une droite de pente θ et d'ordonnée à l'origine α. Les paramètres c' et φ' sont égaux à : c' = α/cos φ' = 0,67 MPa et φ' = arcsin(tanθ) = 25 degrés.




■ ***Fig. 6***
Détermination de c′ et φ′.

Paramètre R_f

Le tableau II donne les valeurs de R_f pour chacun des essais triaxiaux de cisaillement. La valeur moyenne est R_f = 0,7.

TABLEAU II
Détermination de R_f

Essai	LP034	LP043	LP011	LP041	LP023	LP042	LP031	LP105
σ_3 (MPa)	1	1,25	2	3,6	5	7,6	10	12
$(\sigma_1-\sigma_3)_f$ (MPa)	1,5	1,8	2,9	5,3	7,3	11,1	14,6	17,6
$(\sigma_1-\sigma_3)_{ult}$ (MPa)	4,0	3,3	4,3	7,2	9,5	14,5	19,5	23,5
R_f	0,4	0,6	0,7	0,7	0,8	0,8	0,8	0,7

Paramètres du modèle Cam-Clay modifié

Paramètre ν

Il s'agit du coefficient de Poisson permettant de déduire la valeur du module de cisaillement G nécessaire au calcul de la composante déviatorique de la déformation élastique. Ce paramètre est pris égal à $\nu = 0{,}3$.

Paramètres λ, κ et p'_o

Ils ont été déterminés sur les courbes de la figure 3a à partir des résultats des essais de consolidation isotrope. Les valeurs moyennes sont les suivantes : $\lambda = 0{,}04$, $\kappa = 0{,}007$ et $p'_o = 2{,}5$ MPa.

Paramètre M

Ce paramètre est la pente de la courbe d'état critique représentée sur la figure 7, soit M = 1,18.

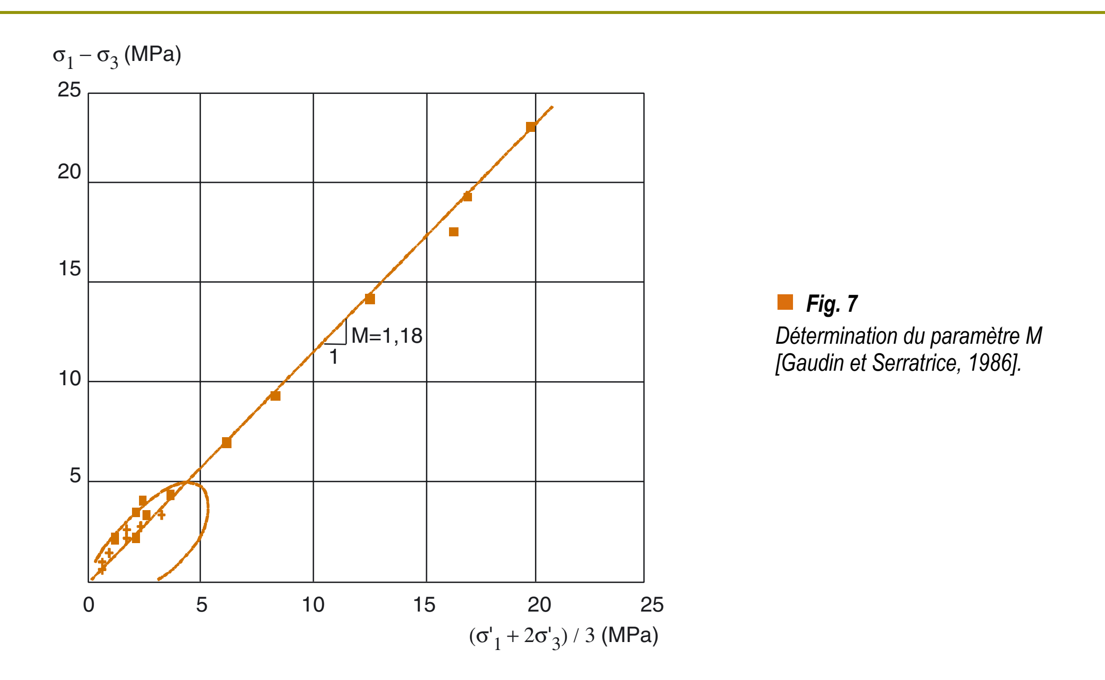


Fig. 7
Détermination du paramètre M [Gaudin et Serratrice, 1986].

Paramètre e_i

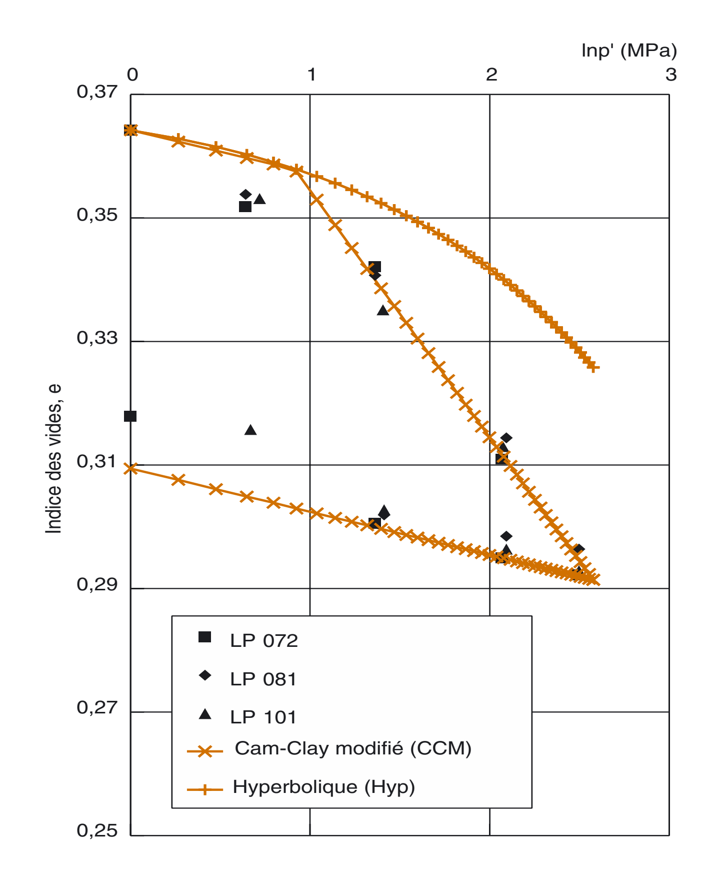
Il s'agit de l'indice des vides initial, soit $e_i = 0{,}38$.

Validation numérique des valeurs des paramètres

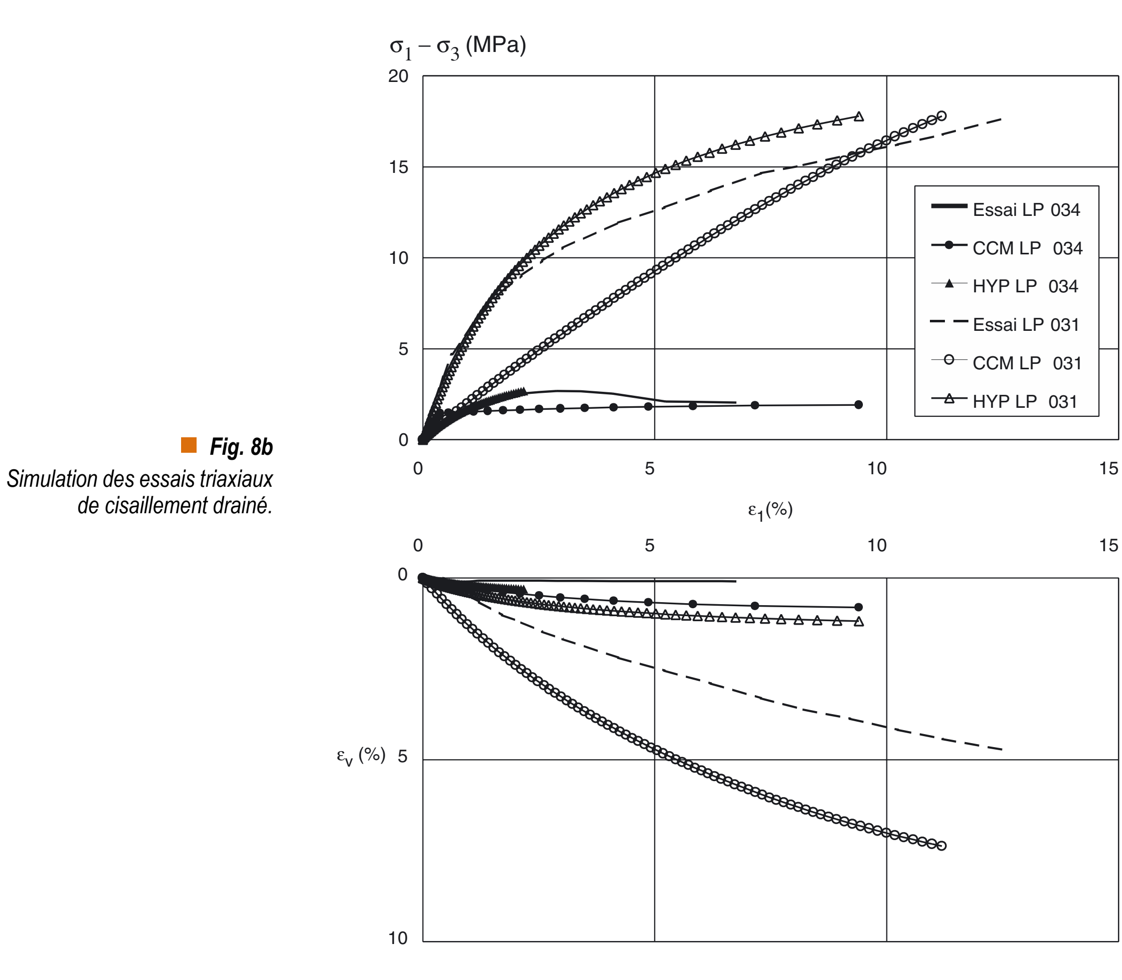
La simulation numérique des essais triaxiaux de consolidation isotrope (essais LP072, LP081 et LP101) et de deux essais de cisaillement drainé (essai LP034 pour le domaine surconsolidé et essai LP031 pour le domaine normalement consolidé) a été effectuée à l'aide du logiciel LOIS-LCPC. Ce logiciel permet d'intégrer pas-à-pas de manière explicite les équations différentielles décrivant, pour un modèle de comportement donné, la réponse d'une éprouvette cylindrique de sol soumise à des sollicitations homogènes. Les données des calculs concernent essentiellement les paramètres du modèle considéré, le type du chemin de contraintes (ou de déformations) à suivre et le chargement à appliquer. Les valeurs des paramètres retenues pour la mise en œuvre des calculs sont données ci-dessus pour le modèle hyperbolique et le modèle Cam-clay modifié.

Les résultats de cette simulation permettent de constater que :

- dans le cas des essais triaxiaux de consolidation isotrope (Fig. 8a), les deux modèles conduisent à des résultats satisfaisants tant pour la phase de chargement que pour la phase de déchargement ; le modèle hyperbolique s'écarte de la courbe expérimentale dans le domaine normalement consolidé ;



■ ***Fig. 8a***
Simulation des essais triaxiaux de consolidation isotrope.



■ ***Fig. 8b***
Simulation des essais triaxiaux de cisaillement drainé.

- dans le cas des essais triaxiaux de cisaillement drainé (Fig. 8b), les deux modèles ne représentent que partiellement les courbes expérimentales.

On peut conclure que, dans le domaine surconsolidé, les deux modèles peuvent être indifféremment utilisés pour caractériser le comportement des sols fins. Dans le domaine normalement consolidé, aucun modèle ne donne de réponse satisfaisante, mais l'étude a néanmoins été poursuivie sur ces bases pour comparer les possibilités de ces deux modèles couramment utilisés.

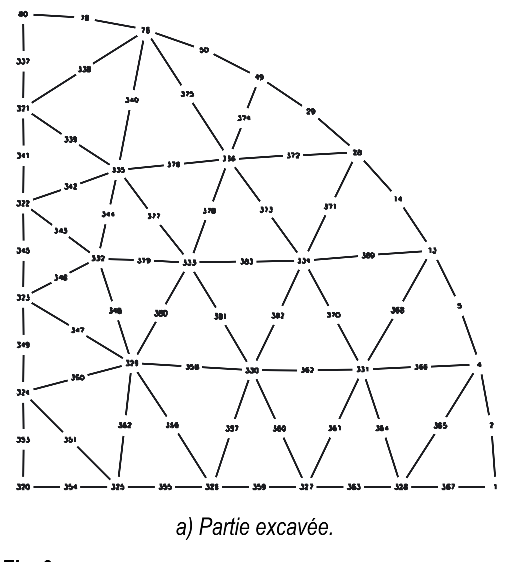
Application au calcul d'un tunnel

On considère une galerie non revêtue, d'axe horizontal et de section circulaire de 10 m de diamètre. Cette galerie est creusée dans un massif de sol marneux homogène ayant les mêmes caractéristiques que la marne de Las-Planas. Le creusement a été effectué sur une profondeur suffisante pour que l'on puisse admettre que les contraintes initiales sont homogènes dans la zone d'influence de la galerie. Compte tenu des symétries géométriques et de chargement du cas considéré, les calculs intéressent seulement un quart de la section de la galerie.

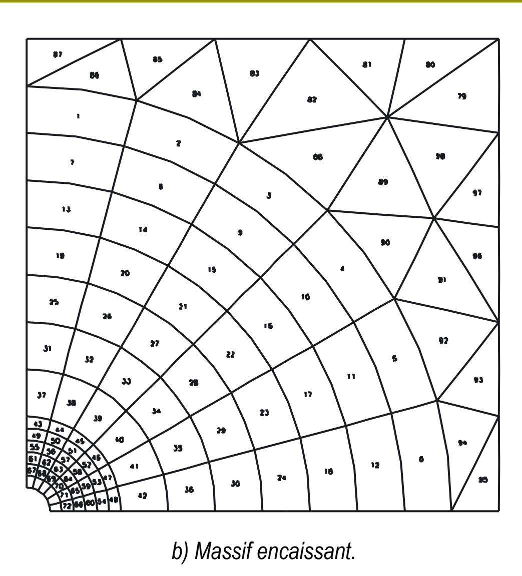
Cette application vise à comparer les résultats des calculs donnés par les deux modèles non linéaires (modèle hyperbolique et modèle Cam-Clay modifié avec élasticité non linéaire) à ceux donnés par le modèle élastique linéaire isotrope (loi de Hooke).

Maillage et conditions aux limites

Le maillage, effectué avec le pré-processeur MAX-2D du code CESAR-LCPC, est divisé en deux groupes représentant la partie excavée pour le premier (Fig. 9a) et la géométrie finale du massif encaissant pour le second (Fig. 9b). Les frontières extérieures du maillage étant choisies suffisamment éloignées du centre de la galerie, les conditions aux limites imposées correspondent à des déplacements nuls sur les bords latéraux et sur les limites inférieure et supérieure du maillage.



a) Partie excavée.



b) Massif encaissant.

Fig. 9
Maillage utilisé.

Chargement et conditions initiales

La galerie est supposée excavée en pleine section. Le creusement est simulé en faisant l'hypothèse que la galerie est soumise initialement à une pression interne fictive équilibrant les contraintes naturelles dans le massif, qui décroît ensuite jusqu'à ce qu'elle s'annule. Cette technique permet de simuler le passage du front de taille et son éloignement de la section considérée. Elle est à la base de la méthode convergence-confinement, utilisée pour modéliser le processus d'interaction sol-structure associé au creusement des tunnels [AFTES, 1992 ; Panet, 1995]. Cette méthode présente l'avantage de

transformer le problème du comportement tridimensionnel du massif encaissant autour de l'ouvrage étudié en un problème bidimensionnel traité en déformations planes. L'état initial est caractérisé par des contraintes verticale σ_{vo} et horizontale $\sigma_{ho} = K_o\sigma_{vo}$ homogènes en tout point du massif, K_o étant une constante. Les calculs ont été effectués pour trois valeurs de K_o (0,5 ; 1 ; 1,5), pour la même valeur de la contrainte verticale initiale $\sigma_{vo} = 1$ MPa.

Mise en œuvre des calculs

Une synthèse détaillée des travaux rhéologiques et numériques réalisés sur les lois de comportement et sur les algorithmes numériques implémentés dans le code CESAR-LCPC, ainsi que les applications possibles aux ouvrages réels, a été exposée par Mestat [1993, 1994]. Aussi, ne décrira-t-on ci-après que les principes de base des méthodes de calcul et de résolution numérique utilisées pour simuler le creusement de la galerie étudiée. Les calculs ont été effectués à l'aide du module de calcul MCNL (Mécanique en Comportement Non Linéaire) du code CESAR-LCPC. Ils ont été réalisés en deux étapes successives : la première pour générer le champ des contraintes initiales dans le massif et la seconde pour créer les forces de surface destinées à simuler l'avancement progressif du front de taille de la galerie. Les efforts induits sont pondérés par le taux de déconfinement λ dont les valeurs, comprises entre 0 et 1, sont appliquées par incréments de 10 %. Le déplacement radial u_r, correspondant à λ, est obtenu en réduisant la pression interne fictive $(1-\lambda)\sigma_{ro}$ sur la paroi de la galerie, σ_{ro} désignant la contrainte radiale initiale en place. La figure 10 présente un schéma descriptif du processus d'excavation de la galerie et sa simulation à l'aide du code CESAR-LCPC. L'algorithme de calcul employé est fondé sur la méthode des contraintes initiales, pour le calcul des efforts internes, et sur un procédé itératif du type Newton-Raphson modifié, pour la résolution du système matriciel global.

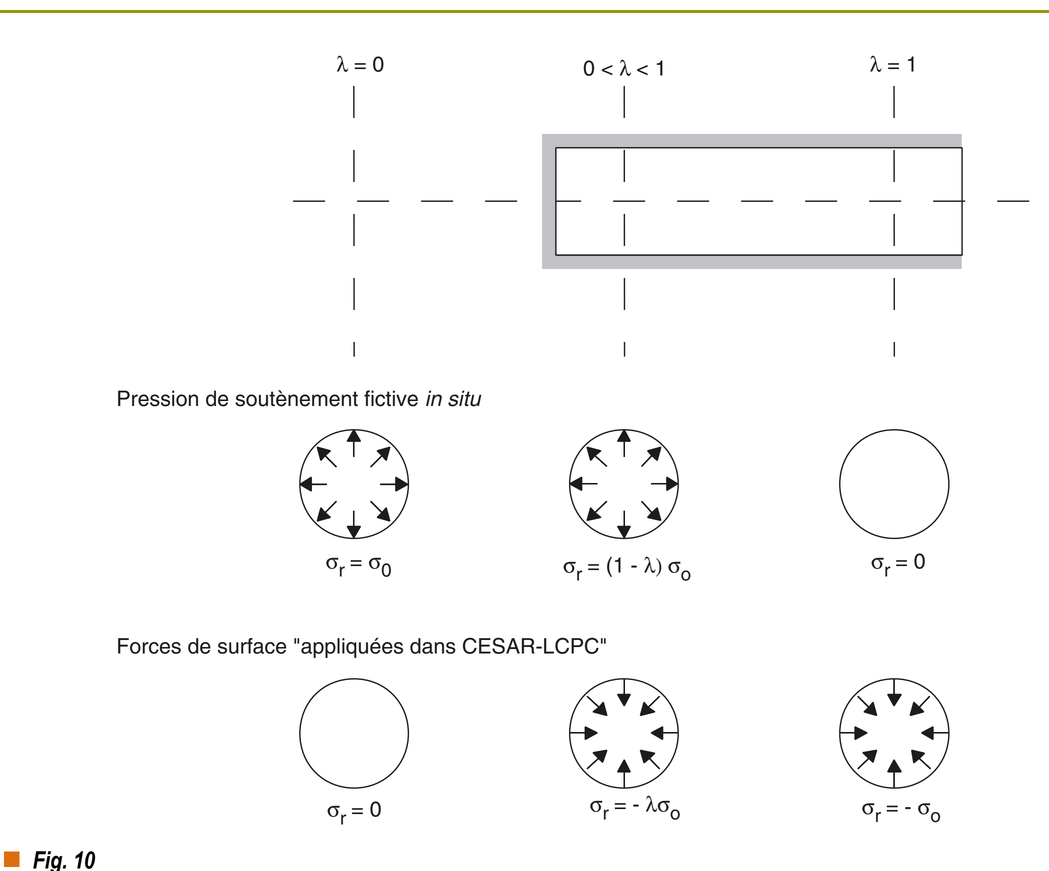


Fig. 10
Modélisation du creusement de la galerie à l'aide du code CESAR-LCPC.

Résultats des calculs et discussion

Les résultats des calculs ne montrent pas d'influence des non-linéarités de comportement du terrain sur la distribution des contraintes et des déplacements induits dans le massif encaissant par le creusement. Aussi a-t-on jugé suffisant de ne présenter que les courbes de convergence déduites des calculs en trois points A, B et C situés à l'intrados de la galerie, pour les valeurs de K_o considérées (Fig. 11). Ces courbes représentent l'évolution de la contrainte radiale relative σ_r/σ_{ro} en fonction du déplacement radial relatif $u_r/u_{r\infty}$, $u_{r\infty}$ désignant le déplacement radial élastique linéaire. La courbe de convergence, pour un massif encaissant élastique linéaire, correspond donc à un segment de droite reliant les points de coordonnées ($\sigma_r/\sigma_{ro} = 1$; $u_r/u_{r\infty} = 0$) et ($\sigma_r/\sigma_{ro} = 0$; $u_r/u_{r\infty} = 1$).

Ces courbes appellent les remarques suivantes :

- les calculs utilisant le modèle Cam-Clay modifié sont peu sensibles à l'état initial et donnent des variations linéaires de la contrainte en fonction du déplacement ;
- les calculs utilisant le modèle hyperbolique dépendent fortement de K_o.

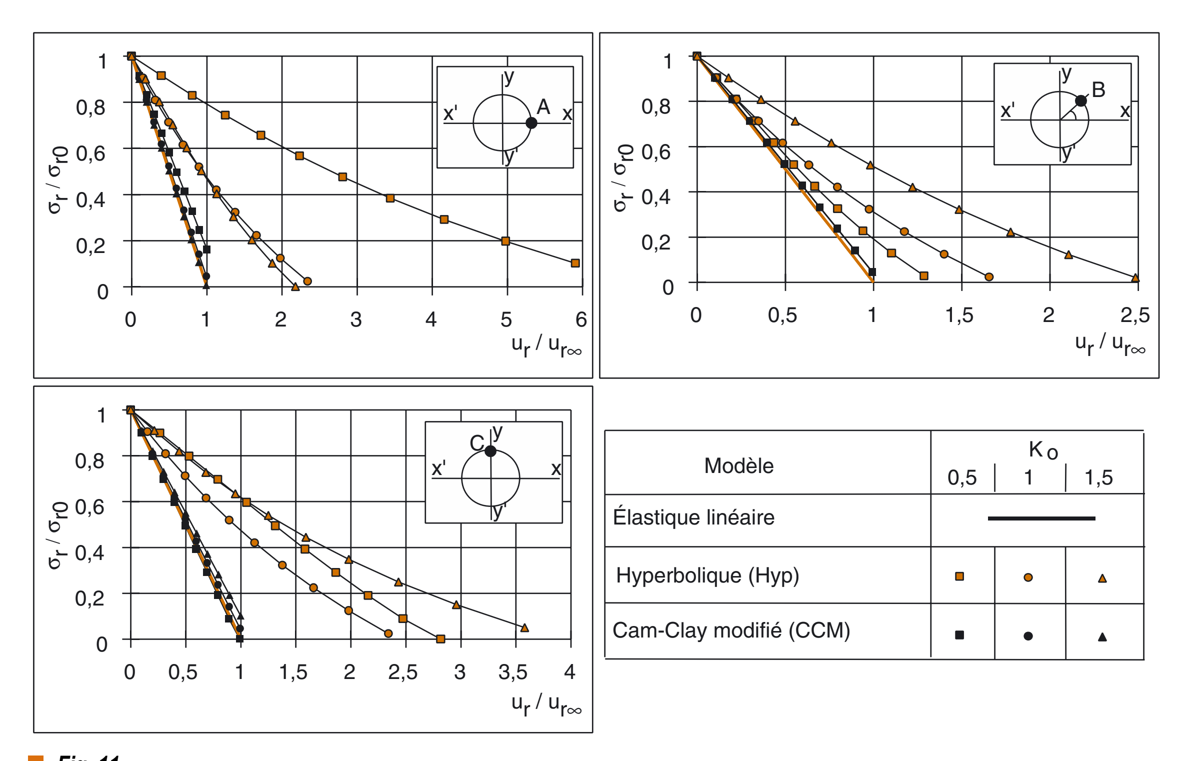


Fig. 11

Courbes de convergence aux points A, B et C situés à l'intrados de la galerie (σ_{ro} désignant la contrainte radiale initiale en place et u_{ro} le déplacement radial élastique linéaire).

Conclusions

Cette note technique avait pour finalité d'étudier l'influence du choix de la loi de comportement sur les calculs de dimensionnement des tunnels. L'étude effectuée sur une galerie souterraine de section transversale circulaire, creusée dans un massif de sol marneux homogène, comporte un calcul élastique linéaire servant de référence, un calcul élastique non linéaire de type hyperbolique et un calcul élastoplastique avec écrouissage isotrope de type Cam-Clay modifié auquel est associée une loi élastique non linéaire (variation des modules de compressibilité volumique et de cisaillement en fonction de la contrainte moyenne dans le sol). L'approche expérimentale utilisée, qui est fondée sur la simple exploitation des résultats d'essais triaxiaux classiques, a permis de déterminer aisément, à travers l'exemple d'une marne naturelle, tous les paramètres caractéristiques de ces modèles. Les résultats obtenus montrent clairement l'influence du modèle sur les courbes de convergence en trois points situés à l'intrados de la galerie. Pour une pression de contact terrain-soutènement donnée, les modè-

les hyperbolique et Cam-Clay modifié conduisent à des convergences plus importantes que le modèle élastique de Hooke. Toutefois, cette non-linéarité est plus marquée dans le cas du modèle hyperbolique que dans le cas du modèle Cam-Clay modifié.

Cette étude montre l'importance qu'il faut accorder au choix de la loi de comportement pour l'estimation des efforts repris par le revêtement des tunnels et la prévision des déformations du massif encaissant, ainsi qu'au choix du type d'essai à mettre en œuvre pour mieux caractériser le comportement des sols ; d'où l'intérêt d'aller plus loin dans les recherches sur le comportement et la modélisation des terrains pour le dimensionnement des tunnels et autres ouvrages souterrains.

Remerciements : *Cette note technique est extraite d'une étude menée au Laboratoire Central des Ponts et Chaussées (Paris) conjointement avec le bureau SIMECSOL. L'auteur remercie MM. Éric Leca et Philippe Mestat de leur aide à certaines étapes de l'étude.*

RÉFÉRENCES BIBLIOGRAPHIQUES

AFTES (Association française des travaux en souterrain), Recommandations sur l'emploi de la méthode convergence-confinement, *Tunnels et ouvrages souterrains*, **59, 1992,** pp. 218-238.

CESAR-LCPC, *Mode d'emploi,* LCPC, Service de Mécanique, Section des Modèles numériques, version 3.2.1., **1992.**

DUNCAN J.M., WONG K.S., OZAWA Y., *FEADAM : a computer program for finite element analysis of dams,* Report n° UCB/GT/80-2, College of Engineering, Office of Research Services, University of California, Berkeley, **1980.**

GAUDIN B., SERRATRICE J.-F. , *Étude des propriétés rhéologiques d'une marne*, LRPC d'Aix-en-Provence, Rapport interne, F.A.E.R. 1.09.31.3., **1986.**

LEE Y.L., *Prise en compte des non-linéarités de comportement des sols et des roches dans la modélisation du creusement des tunnels*, Thèse de doctorat de l'École Nationale des Ponts et Chaussées, Paris, **1994,** 310 pages.

LOIS-LCPC, *Mode d'emploi,* LCPC, Division de Mécanique des sols et géologie de l'ingénieur, Section de Rhéologie et modélisation des sols, version 2.1., **1995.**

MESTAT Ph., *Lois de comportement des géomatériaux et modélisation par la méthode des éléments finis,* Études et recherches des LPC, série Géotechnique, **GT52, 1993,** 193 pages.

MESTAT Ph., *Validation du progiciel CESAR-LCPC en comportement mécanique non linéaire, Volume 1 : fondations superficielles et tunnels,* Études et recherches des LPC, série Géotechnique, **GT58, 1994,** 173 pages.

PANET M., *Le calcul des tunnels par la méthode convergence-confinement,* Presses de l'École Nationale des Ponts et Chaussées, Paris, **1995,** 177 pages.

ROSCOE K.H., BURLAND A.N., *On the generalized behaviour of « wet » clay,* Cambridge University Press, Heyman J. & Leckie F. Eds, London, **1968,** pp. 535-609.

TAVENAS F., LEROUEIL S., Les concepts d'état limite et d'état critique et leurs applications pratiques à l'étude des argiles, *Revue française de Géotechnique*, **6, 1979,** pp. 27-49.